



17 a 21 de Mayo de 2004
Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Cuyo.
Mendoza. Argentina.

Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural

CONSIDERAÇÕES SOBRE A DISTRIBUIÇÃO DE FORÇAS CORTANTES EM PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO DE ALVENARIA ESTRUTURAL DOTADAS DE ABERTURAS

FERNANDO ARTUR NOGUEIRA SILVA

Professor Adjunto, Depto. Eng. Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Brasil
artur@unicap.br

ROMILDE ALMEIDA DE OLIVEIRA

Professor Titular, Depto. de Eng. Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Brasil
romilde@unicap.br

PAULO JOSÉ BRANDÃO BARBOSA LOURENÇO

Professor Associado, Depto. Eng. Civil Universidade do Minho, Portugal
pbl@civil.uminho.pt

RESUMO

Paredes de contraventamento de alvenaria estrutural dotadas de aberturas são elementos usualmente encontrados em obras que utilizam este sistema construtivo e desempenham importante papel na garantia da estabilidade local e global da edificação. Não obstante este fato, um número limitado de pesquisas tem sido realizado no sentido de se investigar o comportamento destas paredes. A introdução de aberturas modifica o comportamento das paredes de contraventamento com influência direta no seu perfil de deformação e na redução de sua resistência à flexão e ao cisalhamento. O projeto destes elementos estruturais demanda do projetista o entendimento de seu mecanismo de sustentação de cargas bem como uma avaliação satisfatória de sua rigidez, aspectos de relevante interesse para a distribuição do carregamento aplicado aos diversos membros que as constituem. O presente artigo expõe resultados de análises numéricas realizadas em paredes de contraventamento dotadas de aberturas através do Método dos Elementos Finitos e submetidas à ação de carregamento lateral (no próprio plano da parede) com enfoque na observação do processamento da distribuição do carregamento aplicado aos diversos membros verticais que compõem estas paredes. As análises foram realizadas em regime não linear e os resultados obtidos oferecem uma interessante visão acerca do perfil de distribuição de tensões e deformações ao longo da parede assim como mostram a influência das aberturas no comportamento global destas paredes.

Palavras-Chave: Paredes de Contraventamento, Alvenaria Estrutural, Alvenaria Não Armada

1. INTRODUÇÃO

A análise de paredes de contraventamento de alvenaria dotadas de aberturas se constitui um dos aspectos mais difíceis do processo de dimensionamento porque as aberturas introduzem complexidade ao seu comportamento estrutural, tendo influência direta na modificação de seu perfil de deformação e na redução de sua resistência à flexão e ao cisalhamento. Nestas paredes, a resistência às ações laterais é geralmente realizada por um sistema formado pelos pisos da edificação e pela própria parede. Devido à elevada rigidez em seu próprio plano, os pisos da edificação, que são geralmente constituídos por lajes de concreto armado, se comportam como diafragmas rígidos e transmitem às paredes de contraventamento os esforços decorrentes das ações laterais aplicadas sobre a edificação. Esta distribuição de esforços depende da rigidez do diafragma, da posição do centro de massa e do centro de torção do sistema estrutural da edificação. Uma vez determinada a força lateral que atua em dada parede de contraventamento, deve-se proceder à distribuição desta força entre diversos elementos verticais que a constituem. O processamento desta distribuição depende de vários fatores tais como: nível de pré-compressão, relação de forma dos elementos verticais, condições de contorno e processo de fissuração, aspectos que concorrem para a alteração da rigidez da parede e seus elementos alterando, por seu turno, a maneira como se processará a distribuição da força cortante aplicada.

Do ponto de vista da análise estrutural, a disposição de aberturas torna o problema fortemente hiperestático demandando a determinação das tensões e deformações nas proximidades das mesmas, de forma a possibilitar a avaliação da necessidade de disposição de armações em quadro a envolvê-las.

Para fins de projeto, nos métodos clássicos disponíveis na literatura, a distribuição das forças laterais totais entre os diversos elementos verticais das paredes de contraventamento dotadas de aberturas se realiza na proporção direta das rigidezes relativas destes elementos. O presente trabalho apresenta resultados preliminares de análises numéricas de paredes de alvenaria estrutural dotadas de aberturas submetidas a carregamento no seu próprio plano com a finalidade de oferecer contribuição para o entendimento do comportamento estrutural destas paredes

2. AÇÕES LATERAIS – Procedimento Clássico de Distribuição

A rigidez de paredes de contraventamento sem aberturas pode ser adequadamente estimada modelando-se as paredes como vigas verticais mas, no caso de paredes com aberturas, este tipo de abordagem não se aplica tendo em vista que a seção transversal das paredes deixa de ser uniforme ao longo da altura. Do ponto de vista prático, acham-se disponíveis na literatura três métodos para a estimativa desta rigidez [1].

No primeiro método, a deflexão no topo - considerando a contribuição da flexão e do cortante - é calculada com a hipótese de extremidade livre e considerando a parede de contraventamento como uma parede sólida (sem aberturas). Na sequência, a deflexão da faixa interior, com altura igual àquela da maior abertura - calculada com hipótese de extremidade livre -, é calculada e subtraída da deflexão da parede sólida. Finalmente, as deflexões dos elementos verticais entre as aberturas, que foram subtraídas no passo anterior, são calculadas com a hipótese de extremidades fixas e são somadas ao valor obtido. A rigidez da parede é, então, o inverso da deflexão total da parede.

No segundo e mais usual método, a rigidez da parede é determinada considerando-se apenas a soma das rigidezes individuais dos elementos verticais que compõem a parede, considerando-se também a contribuição da flexão e do cortante da determinação desta rigidez.

O terceiro método inclui a deformação dos lintéis superior e inferior, dividindo a parede em número mínimo de painéis retangulares que constituem os elementos verticais e os lintéis. A rigidez de cada um destes painéis é calculada assumindo condição de engaste na base e no topo com consideração da contribuição da flexão e do cortante. Todas as rigidezes dos painéis paralelos são

combinadas adicionando-se as respectivas rigidezes resultando em séries de painéis equivalentes. Estas séries de painéis são eliminadas pela adição do inverso de suas rigidezes para de obter o inverso da rigidez total. Isto se deve ao fato de que as deflexões nas extremidades paralelas são iguais e a deflexão total para uma série de elementos é a soma de suas respectivas deflexões.

Qamaruddin et all [2] estudou a eficácia dos três métodos descritos anteriormente, examinado a determinação da rigidez absoluta de quarenta e cinco paredes de contraventamento com uma, duas e três aberturas. A avaliação promovida apontou uma expressiva variação entre os resultados obtidos, dependendo da configuração da parede, fato que ressaltou que a metodologia utilizada na determinação da rigidez de cada elemento com aberturas governa o resultado global da rigidez da parede. Tendo em vista suas observações os autores propõem um novo procedimento no qual se admite uma certa flexibilidade dos lintéis, que podem rotacionar e transladar sob a ação da força cortante. Os resultados obtidos com este procedimento são geralmente muito diferentes daqueles obtidos pelos métodos anteriormente descritos entretanto, segundo os autores, estão em boa concordância com os resultados obtidos de análises de elementos finitos em regime elástico linear, também realizadas pelos autores.

O cálculo da rigidez de paredes de contraventamento dotadas de aberturas conduzido por qualquer um dos procedimentos descritos anteriormente faz recurso às rigidezes elásticas não fissuradas das paredes, negligenciando desta forma o processo de redistribuição das forças cortantes que ocorre em cada membro devido à deformação inelástica da parede. Além disto, é discutível a consideração de comportamento similar a elementos de viga com adoção de condições de contorno igualmente incertas.

Para que possam ser utilizados, estes métodos precisam ser alterados a fim de que sejam levados em conta os efeitos da fissuração, da força axial e flexibilidade devido aos modos de deformação, aspectos que usualmente não são considerados pela teoria elástica, sobre qual estes métodos se fundamentam. Os resultados apresentados a seguir realçam a importância destes fatores no comportamento global de paredes de contraventamento de alvenaria estrutural não armadas dotadas de aberturas.

3. GEOMETRIA DOS MODELOS ANALISADOS

A geometria dos painéis analisados no âmbito do presente trabalho se acha indicada na Figura 1 a seguir. Trata-se de uma parede estrutural típica encontrada em grande parte das obras que utilizam esta tecnologia construtiva, constituída de blocos de concreto com 14 cm de espessura, o que resulta numa esbelteza global dos painéis de 20. A resistência à compressão dos blocos é de 6,0 N/mm². O painel conta com uma abertura de janela de dimensão 2,0 x 1,20 m e uma abertura de porta de dimensão 0,90 x 2,20 m e acha-se continuamente apoiado ao longo de sua base. As análises realizadas consideraram também a possibilidade de desnivelamento entre as aberturas.

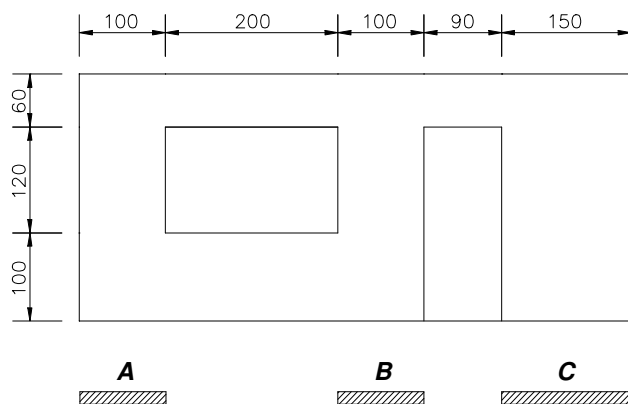


Figura 1 – Geometria da Parede (medidas em cm)

O principal objetivo do presente estudo é a investigação do perfil de distribuição da força cortante para os diversos elementos verticais da parede de contraventamento, promovendo-se uma comparação entre os resultados obtidos mediante recurso aos procedimentos clássicos de apropriação desta distribuição, notadamente o segundo método descrito anteriormente e aquele proposto por Qamaruddin et al [2], e análises realizadas com o Método dos Elementos Finitos, numa abordagem com a utilização de macro modelos, em regime elástico linear e não linear.

Os painéis analisados representam as paredes do térreo de uma edificação de quatro pavimentos com carregamentos aplicados em seu topo indicados a seguir:

- Carregamento Permanente : $G = 45,713 \text{ N/mm}$
- Carregamento Acidental : $Q = 13,125 \text{ N/mm}$
- Carregamento Horizontal de Vento : $W = 55,624 \text{ kN}$

A Figura 2 a seguir ilustra de maneira esquemática os carregamentos que atuam nos painéis analisados assim como indica a localização do deslocamento horizontal de interesse para as avaliações promovidas ao longo do presente estudo.

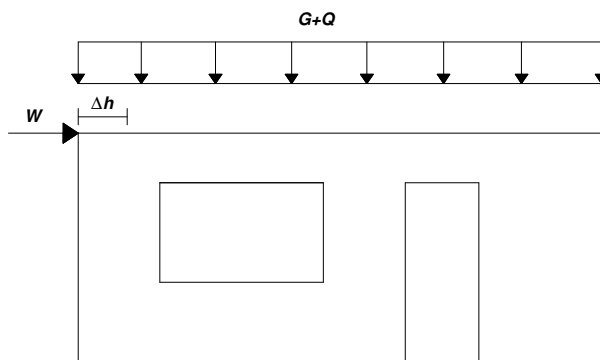


Figura 2 - Representação dos carregamentos aplicados e deslocamento horizontal de interesse

As cargas permanentes consideradas nas análises são as correspondentes à ação do peso próprio das lajes e das cargas fixas normativas relativas ao revestimento das mesmas, sendo adotado um valor de 3.000 N/m^2 para as lajes de piso e 2.000 N/m^2 para a laje de cobertura. O valor adotado para o peso próprio das paredes foi de 19 kN/m^3 . As cargas acidentais correspondem às sobrecargas decorrentes da utilização dos pisos da edificação sendo adotado 2.000 N/m^2 para as lajes de piso e 1.500 N/m^2 para a laje de cobertura. Para efeito de apropriação das ações sobre as paredes, foi considerado que as lajes da edificação são armadas numa só direção, com vãos de 3,5 metros de comprimento.

O carregamento devido ao vento foi calculado de acordo com a norma brasileira NBR 6123/88 – Forças Devidas ao Vento em Edificações, adotando-se uma velocidade básica do vento de 30 m/s .

Os valores da força horizontal referidos acima correspondem à soma de todas as forças aplicadas ao nível de cada piso da edificação.

4. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

As análises de elementos finitos realizadas foram implementadas utilizando-se o programa Diana 7.2 [3].

O comportamento mecânico da alvenaria foi simulado através de um modelo de plasticidade contido no Diana que combina os critérios de Rankine, para ruptura à tração, e Von Mises para ruptura à compressão, que resulta na função de falha definida pelas Eq. (1) e (2).

$$f_R(\sigma, \kappa_R) = \sigma_1 - f_t(\kappa_R) \quad ; \quad \dot{\kappa}_R = \dot{\epsilon}_1^P \quad (1)$$

$$f_{VM}(\sigma, \kappa_{VM}) = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2} - f_c(\kappa_{VM}) \quad ; \quad \dot{\kappa}_{VM} = \sqrt{\frac{2}{3} \left((\dot{\epsilon}_1^P)^2 + (\dot{\epsilon}_2^P)^2 + (\dot{\epsilon}_3^P)^2 \right)} \quad (2)$$

Onde:

σ_1 e σ_2 são as tensões principais;

κ_i são as variáveis internas de estado ou deformações plásticas equivalentes;

$f_t(\kappa_R)$ e $f_c(\kappa_{VM})$ são as resistências à tração e compressão uniaxial, respectivamente;

$\dot{\epsilon}_i^P$ são as deformações plásticas principais e o ponto sobre a variável indica derivação com relação ao tempo.

A Figura 3 a seguir mostra a representação gráfica desta função de falha.

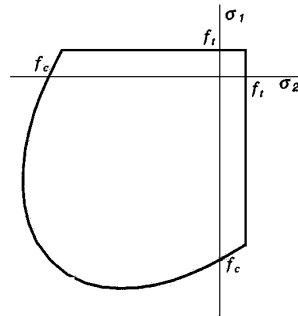


Figura 3 - Critério de falha combinado Von Mises-Rankine

Foi considerada, nesta fase, uma modelagem plana com macro modelos em regime não linear e isotrópico. Os carregamentos verticais (permanente e variável) bem como o peso próprio dos painéis foram aplicados nos primeiros passos de carga. A força horizontal foi aplicada através de sucessivos deslocamentos horizontais incrementados até a ruptura, sendo consideradas, para cada painel analisado, a força horizontal atuando segundo as direções +X e -X.

Elementos isoparamétricos de quatro nós foram utilizados na discretização dos painéis e a malha típica utilizada acha-se indicada na Figura 4, a seguir. As duas primeiras linhas de elemento do topo modelam a cinta de concreto armado existente sobre as paredes, através da qual foi simulada a hipótese de diafragma rígido, proporcionada pela laje de piso existente.

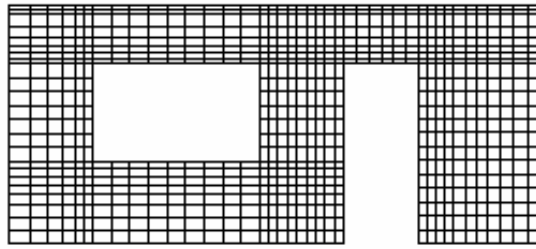


Figura 4 – Malha de elementos finitos

O refinamento observado nas proximidades das aberturas da porta e janela foi considerado tendo em vista os elevados gradientes de tensão que ocorrem nestas localidades. Foram também modeladas as vergas sobre as aberturas da porta e da janela.

A Tabela 1 a seguir apresenta as propriedades da alvenaria utilizadas nas modelagens.

Tabela 1 – Propriedades dos materiais utilizados nas análises

Material	Módulo de Young (N/mm ²)	Coef. de Poisson	Energia de fratura na tração G_f (N.mm/mm ²)	Energia de fratura na compressão G_c (N.mm/mm ²)	Resistência à tração (N/mm ²)	Resistência à compressão (N/mm ²)
Alvenaria	3900	0,15	5,0	10	0,05	3,9

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 5 e a Figura 6 a seguir apresentam o gráfico Força x Deslocamento Horizontal para a parede analisada, com ação da força horizontal segundo as direções +X e -X, respectivamente. Acha-se também indicado nestas figuras a distribuição da força horizontal aplicada para os três membros verticais da parede ao longo do processo de carregamento, bem como o perfil de distribuição das tensões de cisalhamento na parede, na fase de atingimento da força cortante máxima.

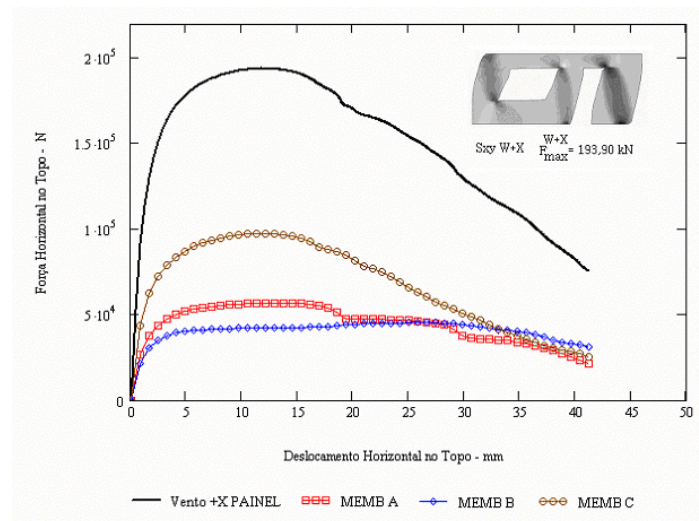


Figura 5 - Curva da Força Horizontal x Deslocamento Horizontal – W+X

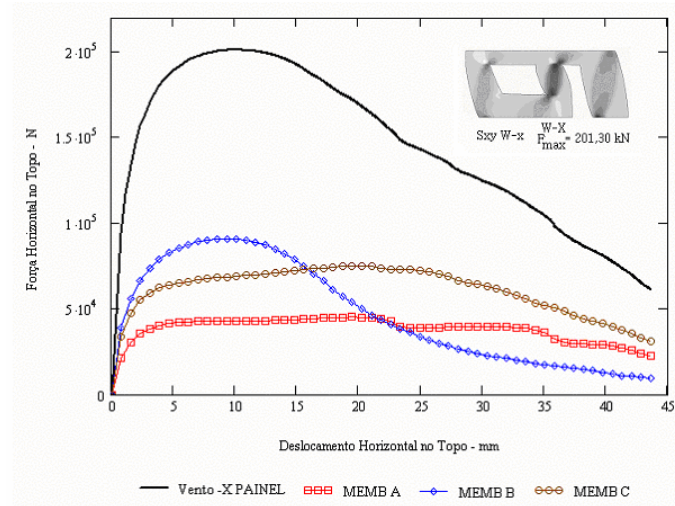


Figura 6 - Curva da Força Horizontal x Deslocamento Horizontal – W-X

Para as duas situações de carga consideradas (vento em +X e -X), é possível observar um comportamento global do painel com relativa simetria, tanto em nível de deslocamentos horizontais quanto em nível do perfil de distribuição das tensões de cisalhamento. Os deslocamentos horizontais máximos obtidos foram de 11,704 mm e 10,121 mm, correspondentes, respectivamente, aos valores máximos das forças horizontais agindo segundo as direções +X e -X. Por outro lado, o comportamento dos membros verticais ao longo do processo de incremento da força horizontal mostra-se marcadamente diferente, para as duas situações de carga estudadas. Isto ocorre porque as diagonais comprimidas que se formam em cada membro, não obstante apresentar uma lógica de formação, muda consoante a direção da força aplicada, aspecto que concorre para a alteração das rigidezes dos membros verticais e conseqüentemente influencia a parcela do esforço cortante que é absorvido pelo respectivo membro. É possível observar ainda um processo de plastificação de alguns dos membros da parede que aponta uma certa ductilidade dos mesmos e que contradiz, em certo ponto, com a consideração de que a alvenaria estrutural não armada apresenta comportamento marcadamente frágil. A ductilidade da alvenaria estrutural não armada, no entanto, não é uma ductilidade no sentido convencional, tal como aquela das estruturas de concreto armado que advém da deformação plástica do aço. No caso da alvenaria não armada a ductilidade está associada ao deslizamento relativo das partes dos elementos da parede ao longo das superfícies de fissuração sem perda significativa de resistência. É portanto uma função da força normal atuante, da geometria, expressa através da relação entre altura e comprimento, das propriedades dos materiais e das condições de contorno da parede. Comportamento com semelhante característica foi observado nos demais modelos analisados, inclusive naqueles em que há desnivelamento das aberturas.

As forças máximas alcançadas para estas duas situações, 193,90 kN e 201,30 kN respectivamente, também se mostraram similares, o que conduziu a fatores de carga também similares – 3,5 e 3,6, respectivamente. Este fato permite concluir que a rigidez do painel é aproximadamente a mesma para ambas as situações da força horizontal aplicada.

No caso da força horizontal aplicada em +X, observa-se, ainda, um expressivo processo de fissuração nos diversos membros da parede conforme mostra a Figura 7.

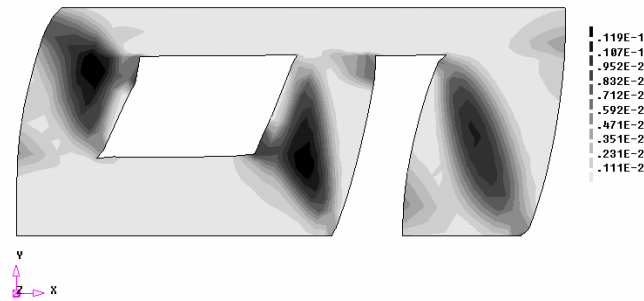


Figura 7 - Deformações principais máxima W+X – Fase de Pico

No caso da força horizontal aplicada na direção $-X$ (Figura 8), observa-se o mesmo processo de fissuração nos membros da parede mas com menor expressão do que aquele observado para a força horizontal atuando segundo a direção $+X$. Pode-se observar ainda que o membro C sofre um levantamento de sua base, que indica um processo de ruptura localizado, a exemplo do que ocorre com membro A (Figura 7) ao nível do peitoril (mesma localização relativa, ou seja, no início da correspondente abertura). Este comportamento permite concluir que a massa de alvenaria situada abaixo do peitoril da janela se constitui um elemento de elevada rigidez que confere ao membro situado à esquerda desta abertura, com início no nível deste peitoril, um tipo de apoio semelhante ao membro situado à direita da porta (membro C) no nível da base.

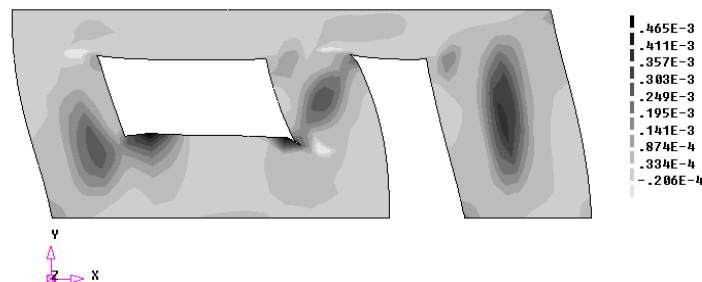


Figura 8 - Deformações principais máxima W-X – Fase de Pico

Outra observação que se pode constatar através do exame do perfil das deformações principais apresentados na Figura 7 e na Figura 8 é a formação das bielas segundo as diagonais, representadas pelas manchas escuras nas respectivas figuras. Alguns autores consideram uma modelagem aproximada de paredes de alvenaria estrutural através de bielas equivalentes (precisamente estas que se acham representadas), cujas propriedades de rigidez são determinadas através de fórmulas empíricas que levam em conta a geometria e parâmetros físicos da alvenaria.

6. DISTRIBUIÇÃO DA FORÇA HORIZONTAL

A seguir apresenta-se o comportamento dos modelos analisados, no que respeita à distribuição da força horizontal aplicada. O perfil desta distribuição foi examinado nas seguintes fases:

- Fase elástica (com hipótese de ação simultânea ou não do carregamento vertical);
- Fase de pico (com valor máximo da força horizontal atingido);
- Fase correspondente à metade da força máxima obtida;
- Fase pós pico e

- Procedimento clássico usual, conforme item 2, e procedimento de Qamaruddin et al.

6.1 Fase Elástica – Vento +X

Uma vez realizada a análise de elementos finitos, foi promovido um corte longitudinal passando pelos três membros verticais da parede e as tensões de cisalhamento neste nível, decorrente da análise com o Método dos Elementos Finitos, foram calculadas.

A Tabela 2 apresenta uma comparação da distribuição da força cortante considerando o cálculo pelo procedimento clássico, pelo procedimento de Qamaruddin et al e pelo método dos elementos finitos em regime elástico linear, para atuação exclusiva do carregamento horizontal.

Tabela 2 - Comparação de distribuição de força cortante – Fase Elástica – W+X

Membro	Força Cortante (N)			Percentual MEF (Relativo à força aplicada)
	Proc. Clássico	Qamaruddin et al	MEF	
A	20.603,69	18.536,70	15.956,39	28,686
B	20.603,69	18.536,70	18.246,79	32,804
C	14.416,62	18.551,16	21.678,28	38,973

Os valores apresentados na Tabela 2 permitem concluir que a utilização do procedimento clássico de apropriação da força cortante, quando comparado com os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos em regime elástico, conduz a forças conservadoras para os membros A e B ao passo que o membro C apresenta uma força cortante subestimada, aspecto que concorre para o seu sub-dimensionamento. O procedimento proposto por Qamaruddin et al, por seu turno, conduz a resultados mais próximos do método do elemento finito, sendo notável a minimização do conservadorismo das forças cortantes nos membros A e B, bem como uma diminuição da subestimação da força cortante no membro C.

Quando se considera a ação simultânea do carregamento compressivo vertical e da força horizontal, obtém-se os resultados apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Comparação de distribuição de força cortante – Fase Elástica – W+X+G+Q

Membro	Força Cortante (N)			Percentual MEF (Relativo à força aplicada)
	Proc. Clássico	Qamaruddin et al	MEF	
A	20.603,69	18.536,70	17.848,93	32,089
B	20.603,69	18.536,70	11.802,15	21,218
C	14.416,62	18.551,16	26.170,43	47,049

Comparando os resultados apresentados na Tabela 3 com aqueles da Tabela 2 é possível observar que a atuação simultânea do carregamento vertical e horizontal introduz alteração no perfil de distribuição da força horizontal, muito embora permaneça ainda uma superestimação das forças cortantes nos membros A e B e subestimação no membro C, a exemplo do que foi observado quando atua a força horizontal isoladamente. Complementarmente é possível observar que a atuação concomitante dos dois carregamentos gera aumentos expressivos na superestimação e

subestimação das forças cortantes nos três membros da parede. Idênticas considerações valem para o procedimento proposto por Qamaruddin et all.

6.2 Fase de Pico – Vento +X

A Figura 9 a seguir apresenta o perfil de distribuição das tensões de cisalhamento na fase de pico, correspondente a uma força horizontal máxima de 193,85 kN o que perfaz um fator de carga de 3,5. Nela é possível se observar claramente o mecanismo de sustentação da força horizontal aplicada através dos três membros verticais da parede assim como a expressiva concentração das tensões de cisalhamento no membro C. Esta concentração de tensões concorrerá para uma maior magnitude da força cortante que solicita o membro C, conforme se constata na Tabela 4 a seguir, onde se observa que aproximadamente 50% da força máxima aplicada é suportada por este membro, ficando o restante da força distribuída entre os membros A (29%) e B (21%).



Figura 9 – Distribuição das tensões de cisalhamento na fase de pico – W+X – N/mm²

Tabela 4 - Distribuição da força horizontal – Modelo I – Fase de Pico – W+X

Membro	Força Cortante (N)	% Relativo da Força Aplicada
A	56.658,96	29,228
B	42.064,63	21,699
C	97.571,90	50,333

A distribuição da força horizontal na fase de pico – Tabela 4 – quando comparada com a distribuição advinda da análise de elementos finitos para atuação simultânea do carregamento compressivo vertical e da força horizontal no regime elástico – Tabela 3 – mostra que há pouca alteração na proporção da força horizontal aplicada que solicita cada membro da parede.

6.3 Fase Fmax/2 – Vento +X

A Figura 10 e a Tabela 5 a seguir apresentam, respectivamente, a distribuição das tensões de cisalhamento para uma força equivalente à metade da força horizontal máxima e a distribuição desta força para os três membros da parede de contraventamento.

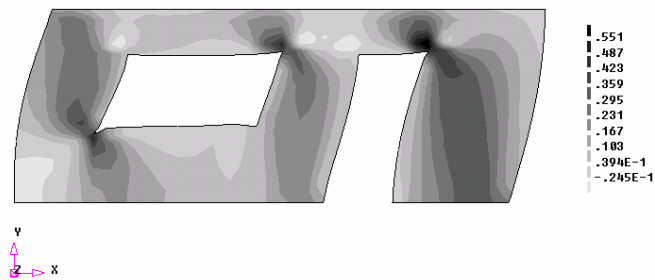


Figura 10 - Distribuição das tensões de cisalhamento na fase de $F_{max}/2 - W+X - N/mm^2$

Tabela 5 - Distribuição da força horizontal – Modelo I – Fase de $F_{max}/2 - W+X$

Membro	Força Cortante (N)	% Relativo da Força Aplicada
A	29.064,68	29,292
B	23.346,97	23,530
C	47.208,10	47,577

As mesmas considerações apresentadas anteriormente para a fase de pico são aplicáveis à fase de aplicação de metade da força horizontal máxima.

6.4 Fase Pós Pico – Vento +X

O perfil das tensões de cisalhamento e a distribuição da força horizontal na fase pós pico acham-se representadas na Figura 11 e

Tabela 6, onde se pode observar um comportamento semelhante àquele observado na fase de piso, sendo pertinentes, portanto, todas as considerações lá formuladas.

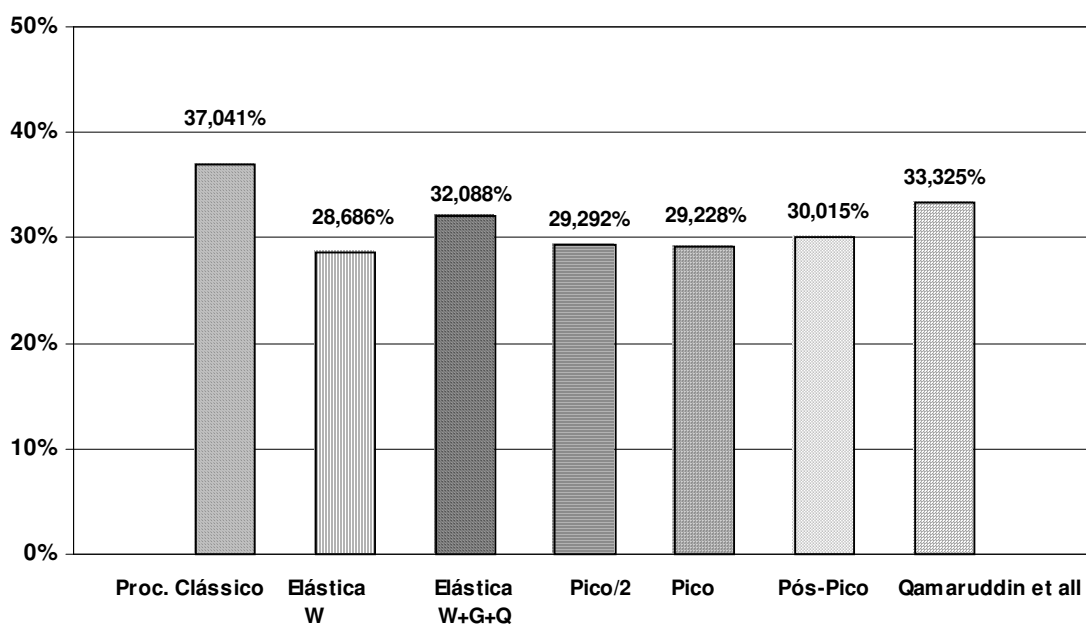


Figura 11 - Distribuição das tensões de cisalhamento na fase de pós pico – $W+X - N/mm^2$

Tabela 6 - Distribuição da força horizontal – Modelo I – Fase Pós Pico – W+X

Membro	Força Cortante (N)	% Relativo da Força Aplicada
A	55.395,34	30,015
B	42.853,31	23,220
C	89.814,57	48,665

O Gráfico 1, o Gráfico 2 e o Gráfico 3 a seguir condensam os resultados das diversas análises promovidas no Modelo I com força horizontal agindo segundo a direção +X, no que diz respeito à distribuição desta força para os diversos membros verticais da parede de contraventamento analisada.

**Gráfico 1 – Resumo da distribuição da força horizontal - W+X: Membro A**

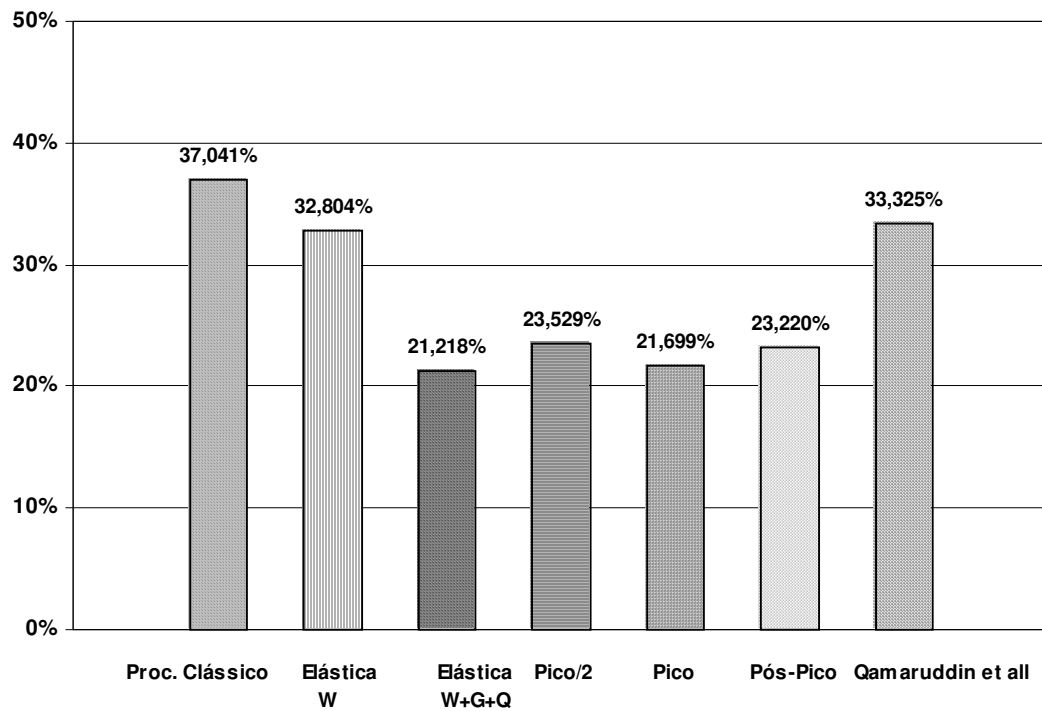


Gráfico 2 - Resumo da distribuição da força horizontal: Modelo I - W+X: Membro B

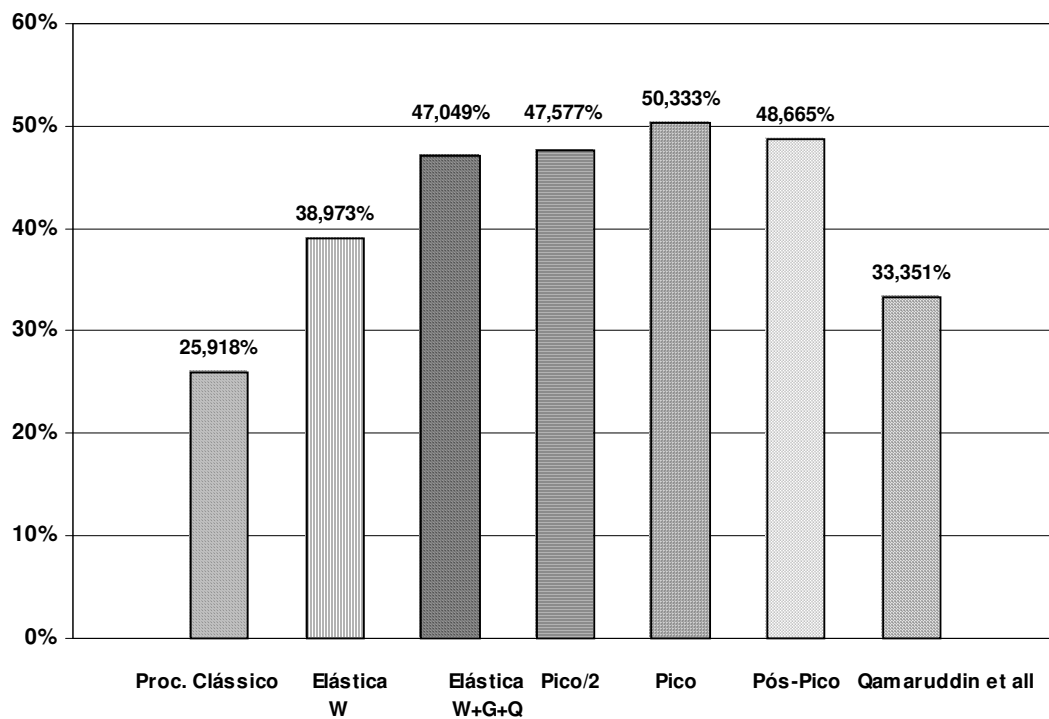


Gráfico 3 - Resumo da distribuição da força horizontal: Modelo I - W+X: Membro C

A observação destes gráficos mostra que tanto o procedimento clássico quanto aquele proposto por Qamaruddin et al para a distribuição da força horizontal aplicada sempre superestimaram a magnitude desta força nos membros A e B e a subestimou no membro C, para a parede de contraventamento analisada e em todos os estágios de carga considerados. Quando se considera como paradigma de comparação a distribuição da força cortante na fase de pico do Método dos Elementos Finitos, a subestimação do membro C, em ambos os procedimentos, é razoavelmente significativa. Isto ocorre devido ao fato de que o cálculo das rigidezes dos membros utilizando aqueles procedimentos é processado utilizando-se as propriedades geométricas brutas dos mesmos, sendo, desta forma, negligenciados os efeitos da fissuração e magnitude das forças axiais, aspectos que concorrem para a degradação das rigidezes dos membros ao longo do processo de carregamento da parede. Conclui-se, portanto, que estes procedimentos de cálculo das rigidezes demandam revisões no sentido de que incorporem os efeitos acima referidos.

O mesmo modelo foi analisado admitindo o vento agindo segundo a direção $-X$ e os resultados apontam um comportamento semelhante ao que foi apresentado acima, com ligeiras alterações na rigidez global da parede e no perfil de distribuição da força cortante para os diversos membros verticais da parede analisada. Outras geometrias foram analisadas admitindo-se inclusive a possibilidade de desnivelamento das aberturas e os resultados obtidos acham-se em consonância com as interpretações formuladas ao longo do trabalho.

7. CONCLUSÕES

A rigidez de paredes de contraventamento dotadas de aberturas e submetidas a carregamento atuante em seu próprio plano se constitui num dado fundamental do processo de projeto destes elementos estruturais. Uma adequada estimativa desta rigidez permite ao projetista distribuir as forças laterais aos diversos membros verticais da parede, assim como possibilita a determinação dos deslocamentos laterais de forma a que sejam respeitados os estados limite de utilização da edificação. Por outro lado, uma estimativa das rigidezes da própria parede e dos membros verticais de uma parede de contraventamento dotada de abertura não se constitui numa tarefa fácil, tendo em vista os diversos fatores intervenientes no seu cálculo, dentre os quais se destacam: o processo de fissuração, sua configuração geométrica, as condições de contorno, o nível de tensão normal. Ressalta-se, ainda, que foi verificado que pequenos erros na estimativa da rigidez dos elementos mais rígidos podem causar importantes e inaceitáveis erros nos elementos menos rígidos, aspecto que se constitui numa insuperável desvantagem da utilização dos procedimentos clássicos.

Para fins de projeto, é comum a utilização da rigidez elástica não fissurada da parede para o cálculo através de procedimento clássicos, conforme descrito ao longo do texto. Estes métodos, no entanto, não levam em consideração os efeitos acima referidos e a fim de se obter valores aceitáveis para as rigidezes é necessária a correção destes procedimentos. A pesquisa no sentido de se propor um procedimento de distribuição da força cortante em paredes de contraventamento se constitui, desta forma, o foco da continuação da presente pesquisa.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Amrhein, J. E., "Reinforced Masonry Engineering Handbook", 4th Edition, Masonry Institute of America, Los Angeles, CA, 1983
- [2] Qamaruddin, M, Al-Oraimi S., Hago, A. W., Mathematical Model For Lateral Stiffness of Shear Walls With Openings, Seventh North American Masonry Conference, June 2-5, 1996, pp 605-611
- [3] Diana, "Diana 7.2 – Reference Manual", Diana, Release 7.2, TNO Building and Construction Research, Delft, The Netherlands, 1999